

## 深水平台动力分析问题

中国科学院力学研究所 田千里

世界上第一座采油平台建造于1947年,在美国的墨西哥湾,水深只有六公尺。25年来海上平台的建设得到了迅猛的发展,当前世界上已经建成了近一万座,水深也不断增加,突破了三百公尺大关。随着水深的增加,动力分析的重要性越来越突出了。平台承受的最主要的波浪载荷通常在5—15秒周期范围内为高能带,三百公尺水深的钢导管架(图1)平台的自然周期在5秒附近,正好靠近这个范围,因而造成动力放大。低于三百公尺的平台,只要它的自然周期离5秒不太远,也会有一定的动力放大,而每年数百万次的循环应力就会造成结构局部疲劳,土壤在长期循环应力作用下也有疲劳问题,会发生刚度退化导致平台的自然周期向波谱高能带漂移,使动响应进一步放大,造成恶性循环。所以平台结构动力分析的目标就是要使它的基频远离波谱高能频带。对于常见的钢导管架平台来说,在水线处的腿距对决定传递函数起决定性作用,因而需要优化腿距使之具有最大的横向刚度,同时保证有良好的波浪穿透性和足够的冗余性<sup>[1]</sup>。当水深超过三百公尺后,增大结构刚度提高自然频率要耗费大量材料和资金,因而再用常见的钢导管架或混凝土重力式平台(图2)就不经济。为此发展了一些新型的柔性平台,最有代表性的是拉索塔(Guyed Tower)(图3)及张力腿平台(T. L. P)(图4)。与固定式刚性平台相反,柔性平台的基频低于波谱高能频带,其惯性力与波浪载荷反相,因而动载荷很小。这两种平台甲板上和常规的平台相同,都安装各种采油与生活设施,不同的是支撑结构。拉索塔的支撑结构也是空间钢架,但它的根部通过一个柔性铰结基础,锚固于海底桩上,根部只承受很小的弯矩,所以钢架为细长体,不像导管架平台那样庞大,因而大大节省了钢材。塔架的稳定性与刚度靠拉索系统维持,拉索的一端拉住塔架,位于水面下一定深度处,另一端通过重块压在海底,端部再锚固在海底的桩上。在正常情况下,靠沉在海底的重块将拉索绷紧,塔身在波浪作用下绕底部铰结点作刚体转动,转角受拉索的限制,在极端风暴情况下,重块被拉起,系统刚度降低,动载荷进一步减小。张力腿式平台与半潜式平台相似,主体是浮动结构,上面是甲板与装备,四角用预拉力钢管或缆索将浮体拉紧,锚固在海底的张力桩上。和拉索塔一样,它们的动力放大因子总是小于1,因而建于深水区可以大大节省材料。它们在风浪中比之刚性固定式平台有较大的侧向运动,但垂直运动量都不大,和半潜式平台相比较要稳定得多,因而十分吸引人们的注意,可能是代表了海洋平台的发展方向。但因为是新型结构,在设计与施工方面都不像固定式平台那样成熟,在力学分析方面也带来了一些新问题,如拉索本身的强度问题、腐蚀疲劳问题、动力响应问题、柔性增大后波浪载荷的非线性问题等等。由于大变形,结构与水动力的耦合作用加强使动力分析更加复杂。对于张力腿式平台需要用三维流体动力分析,由于动应力叠加在预张力之上还会引起Mathieu型失稳问题,流体经过锚索或张力腿还可能有涡旋激振或奔驰Galloping现象,海底的锚固桩因为经常承受交变幅度的张力,它的机理和常规

的桩基也大不相同，这些方面都须要积极开展研究。1982年8月份在美国召开的第3届国际近海结构性能会议(BOSS'82)上一些报告就反映了这方面的工作(1)。

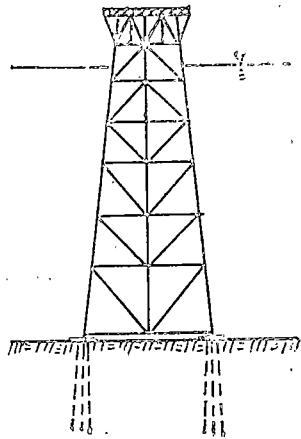


图1

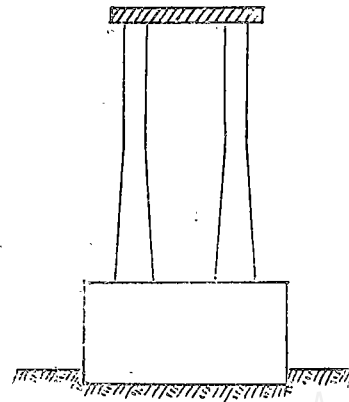


图2

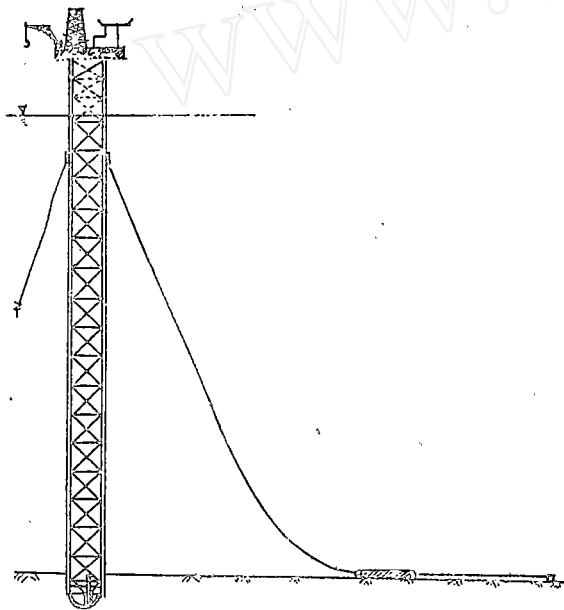


图3

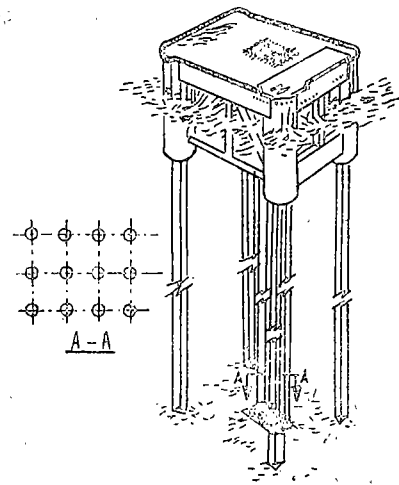


图4

不同类型的平台和建造于不同地区而类型相同的平台所承受的环境载荷都各不相同，所以要根据具体情况进行设计。但不管环境如何，对所有平台来说要进行设计都必须作如下三个方面的分析工作：(1) 分析环境，决定设计载荷；(2) 勘测地质，确定基础性能；(3) 测定材料性能，对结构进行静动力分析。下面我们就分别对这三方面的问题进行简单的论述。

## 一、环境载荷

环境载荷包括风、浪、流、冰、地震等。深水平台一般以承受波浪载荷为主，通常认为波浪是风引起的，但至今还没有成熟的风生浪的机理，因而目前在波浪预报方面多采用半经验的办法。用波高描述波能，有两种办法，一种是由观测的有效波高与周期等参数拟合标准谱，另一种是根据海况观测直接建立该地区的波谱。为了要建立长期的波浪参数，至少要有完整的一年以上的波浪记录，每隔三小时有一个十分钟的连续记录，这就要求观测仪器能在现场连续可靠地自动工作。我国一些单位在各个海域都曾建立过一些观测站，得到过一些记录，但都不够完整，未能建立自己的标准谱，看来需要加强现场观测与数据分析两方面的工作。有了波浪数据后计算它对结构的作用也有两种办法。一种是在平台使用期间，能给出最大设计载荷的波，称为设计波，用波高、方向及频率范围表示，因为要考虑结构响应，所以设计波高不一定是最大波高，要根据不同波高、波向与频率对结构进行动力分析后才能确定。另一种是用随机波浪历程对结构进行谱分析，即给出各种有效波高与过零周期组合出现的概率，通常用散布图的形式表示，设计时用给定的有效波高与过零周期去拟合一些标准谱，最常用的是 P-M 谱：

$$S_m(f) = \frac{H_s^2 T_z}{4\pi(fT_z)^5} \exp\left[-\frac{1}{\pi}(fT_z)^4\right] \quad (1)$$

式中  $T_z$  为平均过零周期， $H_s$  为有效波高。

有了波高谱后，要由它产生载荷谱，然后对结构进行动力分析。由波谱产生载荷谱首先要计算水质点的速度与加速度，可用线性波或高阶波理论。文献〔2〕指出在深水中用线性波与用 Stokes 五阶波理论计算出来的波力沿水深积分后其结果并无显著差别，因而一般可用线性波理论计算流速。波浪对结构的载荷主要是由它的压力场造成的，对于细长圆柱体当它的特征尺度  $D$  不超过波长  $\lambda$  的五分之一时，可以假定结构的存在不影响流场。在这种情况下 50 年代初期建立起来的 Morison 公式至今仍被认为是唯一可用于设计的公式。困难在于两个经验常数，惯性系数  $C_M$  与阻力系数  $C_D$  的确定，它们依赖于 Reynold 数，Keulegan-Carpenter 数与结构的表面粗糙度，用模型实验很难准确模拟。Morison 公式没有考虑涡旋，而当杆件密接时涡旋有可能产生较大的局部侧向力，公式中的阻力项是非线性的，一般在谱分析时要将它线性化也会带来误差，这些都是 Morison 公式的弱点。当  $D/\lambda > 0.2$  时，结构的存在将改变流场，这时 Morison 公式就不再适用了，如对于重力式平台就须用势能理论计算波浪力。对于波浪力的计算还要考虑如下问题：（1）海生物增长不仅增大了附加质量也增加了表面粗糙度；（2）水平面的变化可以显著地影响杆件所受的浮力；（3）水面的变化将不断冲击位于水面附近的水平杆件，足以激起动响应放大，导致疲劳；（4）当波浪前进遇到垂直杆件时，会在阻力面上产生局部高压，此局部高压的压头可以是波高的 20—40 倍，可能是撞击时压碎气泡造成的；（5）潮汐或风致流可以改变波的前进方向与波形，因而影响到波浪力的计算；（6）风、浪、流是同时存在的，要考虑它们同时出现最大值的概率，研究其叠加影响。文献〔3〕研究了流对波谱的影响，给出了一个修正波谱。文献〔4〕给出了一个近似计算涡旋作用力的公式。一般的线性随机波理论，将自由表面边界条件线性化，并不能真实描述自由表面区域内的质点力学的统计与谱线性能。文献〔5〕用二阶矩法研究了随机波动力学的非线性性能。总之，由于实际情况的复杂，现代流体力学的水平还不能单纯靠理论解决流体动力载荷问题，应当加强现场观测，检验用于现行设计的理论，并不断修正和完善它。但现场实验费用极高，而且也有一系列缺点，因为即使测点很多也很难在各个海

面同时监测水动力载荷与响应。实际海况各种复杂因素都纠缠在一起，而且许多是非线性因素，数据处理分析十分困难，所以也要实验室模型实验。理论分析、数值计算等各方面工作配合进行，以现场实验作为最终检验理论的手段。

A. P. I. 指导性文件指出地震加速度曲线的峰值约在0.2—1.0秒之间。深水平台的高阶频率落在这个范围之内，因而对深水平台进行抗震分析时要考虑高阶振型，使用模态叠加法时要注意这一点。文件还规定对于高地震烈度，允许结构进入塑性屈伏以吸收能量，因此地震分析时应考虑钢架结构的极限承载力。美国的加州伯克利分校与英国的帝国理工学院做了在钢架的极限承载力方面许多大型模型实验与分析工作。软土有放大地震波低频部分的作用，A. P. I. 文件指出对于具有5%阻尼比的冲积层当厚度超过60公尺时地震谱的低频部分将被放大225%。但是软土也对平台提供了较大的阻尼，使其动力响应降低。因而对平台抗震分析而言，结构与基础的耦合作用十分重要。由于基础性能十分复杂，这方面仍是一个薄弱环节。

地震记录是抗震设计的原始资料，可惜目前很少有海上的地震记录。也可以借用陆上的数据，但是要考虑到海水与泥层对震波传播的影响。在平台上建立强震观测站直接记录响应谱也是一种办法，但要考虑到波浪和基础的非线性。

## 二、基础性能

对任何建筑物来说，基础总是很重要的，深水平台的基础更为重要。一些平台的失事往往是由于基础破坏造成的。要了解基础的性能首先要有真实的土性数据，而要尽量保证土样不受扰动就应该在现场采样，现场试验，随着水深的增加，这方面的困难也愈来愈大。分析基础的性能主要是决定其承载能力、稳定性和刚度性能，前两者是最关键的。如果发现承载力或稳定性不够，就需要对基础进行特殊设计或处理。后者对结构动力分析是重要的。由于土性的复杂，它受应变幅度、有效平均应力、空隙比、饱和度与载荷循环次数等一系列因素的影响，要准确地测定海洋土的动态性能是很困难的。目前在建立基础动刚度阵时主要要求给出土的剪切模量与阻尼系数。有了这些数据后基本上可以采用三种途径建立基础刚度阵：（1）解析法，将土层视为均匀或分层均匀的粘弹性介质，用弹性理论求基础动刚度的解析解。对于重力式平台，一般简化为刚印在半空间的振动问题；对于桩基平台一般将土层视为多层无限平面，将桩视为端部支持于岩层上的垂直弹性梁，用平面弹性理论求得其动刚度的解析解<sup>[6]</sup>。解析解的优点是能够计算波在无限介质中传播的辐射阻尼，缺点是只能处理线性问题。（2）有限元素法，将基础以下的土壤分为近场与远场两部分，近场用有限元法分析基础与土的耦合，而用半解析的能量传递边界代表远场，处理辐射阻尼。有限元法的优点是能够处理非线性问题<sup>[7]</sup>，但是由于海底土性复杂，如果没有准确的土性参数，和能够真实描述土性的本构关系，有限元法也得不到准确的结果。（3）半经验法，对于桩基常用Winkler弹性地基梁假设，将土壤视为无限或有限个互相独立的弹簧，弹簧常数可用Mindlin弹性半空间公式确定或者假设它随地基深度按一定规律变化。60年代以前多采用这样的做法，60年代以后提出了P-Y曲线法，将桩分为若干段，每段桩在单位长度上受到的阻力P与它的变形Y间的关系用P-Y曲线描述，曲线由三轴实验测得的土壤不排水剪切强度，有效单位重量及二分之一最大主应力差等参数决定。这个方法考虑了非线性而且和土性直接联系，因而目前使用得最广泛。但是它只描述了循环载荷的包络特性，而且无法计算辐射阻尼，所以目前只用于静态分析。关于动态P-Y曲线的测定和应用还需要做大量的工作。

### 三、结构动力分析

在给定了载荷与基础性能之后, 就可以建立起结构的运动方程, 其形式和一般多自由度体系的一样, 为

$$[M] \{\ddot{U}_t\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{F(t)\} \quad (2)$$

式中  $\{U_t\}$  为包括地基运动在内的结构变形总加速度;  $\{u\}$  为结构相对于基础的变形;  $\{\dot{u}\}$  为结构相对于基础的变形速度;  $\{F(t)\}$  为流体的载荷, 对于重力式平台, 用散射理论计算, 垂直柱体单位长度上的作用力为

$$F(t) = \frac{2\rho g H}{k} \frac{\operatorname{ch} k(d+y)}{\operatorname{ch} kd} A \left( \frac{D}{L} \right) \cos(\omega t - \alpha) \quad (3)$$

$k = 2\pi/L$  为波数

$$A \left( \frac{D}{L} \right) = [J_1'^2 \left( \frac{\pi D}{L} \right) + Y_1'^2 \left( \frac{\pi D}{L} \right)]^{-1/2}$$

$J_1'$  及  $Y_1'$  分别为第一、二阶 Bessel 函数的导数。对于导管架及拉索塔等细长结构, 用 Morison 公式计算

$$F(t) = 0.5 C_d \rho D_d |\dot{u}_w + \dot{u}_c - \dot{u}_t| (\dot{u}_w + \dot{u}_c - \dot{u}_t) + \frac{\pi}{4} C_m \rho D_m^2 \dot{u}_w - \frac{\pi}{4} \rho D_m^2 (C_m - 1) \dot{u}_t \quad (4)$$

式中  $u_w$  为波速,  $u_c$  为流速,  $u_t$  为波浪加速度,  $D_d$  及  $D_m$  分别为等效阻力与惯性半径,  $C_d$  及  $C_m$  分别为阻力与惯性系数。

将结构与基础或拉索的连接点自由度定义为  $\{u_b\}$ , 其它自由度定义为  $\{u_s\}$ , 则系统的运动方程(2)可改写为

$$\begin{pmatrix} M_{ss} \\ M_{bb} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} C_{ss} & C_{sb} \\ C_{bs} & C_{bb} + C_{bb}^F \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_b \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} + K_{bb}^F \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} = [M] \{\ddot{u}_g\} + \{F(t)\} \quad (5)$$

这里采用堆聚质量阵,  $\ddot{u}_g$  为地基加速度,  $\ddot{u}_g = \ddot{u}_t - \ddot{u}$ ,  $K_{bb}^F$ ,  $C_{bb}^F$  分别为基础或拉索对应于  $u_b$  的刚度与阻尼阵, 它们是非线性的。

因为结构的自由度很多, 直接求解式(5)很费时, 所以文献[8]建议用固端模态综合法求解。令

$$\begin{pmatrix} u_s \\ u_b \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \phi_s & \phi_b \\ 0 & I \end{pmatrix} \begin{pmatrix} q_s \\ q_b \end{pmatrix} = \Phi q \quad (6)$$

式中  $\phi_s$  为结构的截尾固端模态, 可用 SAP 程序求得;  $\phi_b$  为结构的拘束模态,  $\phi_b = -K_{ss}^{-1} K_{sb}$ 。

将式(6)代入式(5), 再前乘以  $\Phi^T$  得

$$(\tilde{M}) \ddot{q} + (\tilde{C}) \dot{q} + (\tilde{K}) q = \tilde{F} \quad (7)$$

由于模态截尾, 式(7)的维数可以远小于式(5)。因为流体的载荷与刚度阵中均有非线性部分, 对于确定性载荷, 可用 Newmark  $\beta$  法求解式(7)。对于谱分析法, 需要用等价线性化

法逐次迭代求解：先假定一个线性刚度阵与流体的荷载，求得响应的均方值，由之求得等价线性的刚度阵与流体的荷载，再求响应均方值，修正等价线性刚度阵与流体的荷载，直至前后两次的误差小于预先给定的数值。在非线性的情况下收敛速度是很快的。

注意式(7)中的 $[\tilde{C}]$ 阵是非比例阻尼阵，要用复特征解程序求其模态解，为此，令

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} 0 & \tilde{M} \\ \tilde{M} & \tilde{C} \end{bmatrix}, [\bar{K}] = \begin{bmatrix} -\tilde{M} & 0 \\ 0 & \tilde{K} \end{bmatrix}, \bar{F} = \begin{bmatrix} 0 \\ \tilde{F} \end{bmatrix} \quad (8)$$

于是有  $[\bar{M}]\{\dot{Y}\} + [\bar{K}]\{Y\} = \bar{F}$  (9)

其中  $\{Y\} = \begin{bmatrix} \dot{q} \\ \dots \\ q \end{bmatrix}$  (10)

用复特征解程序求得  $\{Y\} = [\psi]\{Z\}$  (11)

利用振型的正交性，并正则化可得振型坐标的方程

$$\dot{Z}_r + \lambda_r Z_r = \psi_r^T \bar{F} \quad (12)$$

式中 $\lambda_r$ 为第 $r$ 阶复特征值， $\psi_r$ 为第 $r$ 阶复特征矢量，上标 $T$ 代表转置。

对式(12)进行福氏变换，由之可以求得

$$z_r(\omega) = H_r(\omega) P_r(\omega) \quad (13)$$

$$z_r(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} Z_r \exp(-i\omega t) dt \quad (14)$$

$$P_r(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \psi_r^T \bar{F} \exp(-i\omega t) dt \quad (15)$$

$$H_r(\omega) = \frac{1}{\lambda_r + i\omega} \quad (16)$$

结构上任何自由度的应力、位移、弯矩均可表为 $Z_r$ 的线性组合，用 $X$ 代表这些量

$$X_s = \sum_r A_{sr} Z_r \quad (17)$$

则任意两个量 $X_s$ 与 $X_l$ 的谱密度为

$$\begin{aligned} S_{x_s x_l} &= \sum_r \sum_k A_{sr} A_{lk} S_{z_r z_k} \\ &= \sum_r \sum_k A_{sr} A_{lk} \bar{H}_r H_k \sum_i \sum_j \psi_{ri} \psi_{kj} S_{F_i F_j}(\omega) \end{aligned} \quad (18)$$

$S_{F_i F_j}$ 为力的谱密度

$X_s$ 的均方值为

$$\sigma_{x_s}^2 = \sum_r \sum_k A_{sr} A_{sk} \sum_i \sum_j \psi_{ri} \psi_{kj} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{H}_r(\omega) H_k(\omega) S_{F_i F_j}(\omega) d\omega \quad (19)$$

因为海浪是随机过程而且是非稳态的，一般将它分为若干区段，每段视为稳定随机过程处理。由于波浪力与刚度阵中的非线性部分很难处理，所以一般沿用等价线性化法。但是理论分析和实验都证明了波浪力的非线性成分可以激发起三倍于波浪主频的结构谐振，这对深水平台是一个严重问题。波谱的有效能量频带在5—15秒范围，峰值在15秒附近。对于自然周期为5秒左右的平台来说，激振谱的密度增加了，而用等价线性化法就会得出欠估计的冒险结果。克服这个缺点的办法是用蒙特卡洛方法数值模拟随机波谱，然后对结构进行逐步积分。问题是耗费机时，很不经济。文献〔9,10〕用高阶谱密度矩阵的办法进行了分析，真正用于设计还得寻求更为简便可靠的办法。

动力分析的结果可以得到平台结构节点的最大名义应力，乘以应力集中因子后便可以按Miner准则估计其累积损伤度。问题在于缺少逼近平台真实条件的S-N曲线。比常规结构大得多的壁厚，焊接条件，海水的腐蚀作用，随机变幅的应力变化等特殊情况，要求进行大尺度的模拟真实海洋环境与加载状态的疲劳试验。由于深水平台的动力放大对疲劳寿命估算起决定性作用，因而准确计算结构的频率与响应是很重要的。文献〔11〕指出，对于响应分析，采用模态叠加法时必须小心地对付截尾模态的影响。他建议的方法已被挪威的Statoil公司采纳列入设计规范。在响应分析中，一个十分重要而又难以确定的因素是阻尼。平台的总阻尼包括了结构阻尼、水动力阻尼、基础土壤阻尼，除了材料阻尼外还有辐射阻尼。目前流行的方法是假设一个总的瑞莱比例阻尼，但实际上各种阻尼对结构的影响是很不相同的。文献〔12〕指出，控制响应的是流体辐射阻尼与总阻尼之比。文献〔13〕指出，假定一个总阻尼而不分析各阶振型阻尼比的差异，有可能使疲劳寿命估算的误差达到十倍。关键是由于引起结构疲劳的弯曲振型，基础土壤只提供很小的阻尼。为了建立准确的阻尼值需要大量地测量已建成平台的阻尼。由于模态密接，在识别阻尼参数时要十分注意，同时还要考虑流体-结构-基础的耦合作用，分析各种阻尼成分。

由于篇幅所限，只叙述了几种主要的深水平台的动力分析问题。还有一些重要问题如采油立管(Riser)问题、输油管线问题，其动力方程与平台的方程也有相似之处。但由于大变形引起几何非线性，多股管线间的强涡旋作用等，其流体与管道间的耦合作用更强，目前还在通过大小尺度的模型实验研究其规律。

综上所述可知平台的动力分析十分重要，因为它的结果关系到经济与安全。但是由于从环境载荷到基础与材料性能都有许多不确定的随机因素，所以近来发展了可靠性分析，不仅考虑了载荷的随机性，同时假设结构与材料性能也是随机的，考虑了它们的不确定性。各种参数的变化都对动力响应有影响，但必然有主有次，要研究是哪些参数对响应分析起主导作用以便加强对它们的研究和控制。分析的目的在于指导设计提高平台的疲劳寿命，进行优化设计。另一个目的是弄清平台的动力性能有助于加强对它的监视，这对减少事故、避免重大损失是有意义的〔14〕。但做到这一点很不容易，需要从载荷分析，基础性能探测分析，结构材料性能测定分析等各方面做深入细致的研究，找出成熟的动力分析方法。

## 参 考 文 献

- (1) Huslid, J.M., et al., Alternate deep water concepts for north sea extreme condisions, Proc. of 3rd Inter. Conf. on BOSS'82, V. I (1982): 18-49.
- (2) Dean, R. G., Relative validities of water wave theories, Jour. Water Ways Harbors Div. A. S. C. E., 93, WW 2 (1970).
- (3) Gudmestad, O. T. and Conner, J. J., Jour. Appl. Ocean Research, 3 (1981).
- (4) Verley, R. L. P., A simple model of vortex-induced forces in waves and oscillating currents, Jour. Appl. Ocean Research, 4, 2 (1982).
- (5) Anastasiou, K., Tickell, R. G. and Chaplin, J. R., The non-linear properties of random wave kinematics, Proc. of 3rd Inter. Conf. on BOSS'82, V. I (1982): 493-515.
- (6) Nogami, T. and Novak, M., Resistance of soil to a horizontally vibrating pile, Earthq. Engng. & Struct. Dyn., 5 (1977).
- (7) Angelides, D.C., et al., Nonlinear lateral dynamic stiffness of piles, Jour. Geotech. Engng. Div. A. S. C. E., 107, GT11 (1981): 1443-1460.
- (8) Basu, A. K. and Singh, R. P., Use of generalized coordinates in the non-linear time-domain analysis of steel jackets, Proc. of 2nd Inter. Conf. on BOSS'79 (1979), paper 53.
- (9) Taylor, R.E. & Rajagopalan, A., Dynamics of offshore structures, Jour. of Sound and Vibration, 83, 3 (1982): 401.
- (10) Kanegaonkar, H. B., et al., On the significance of non-linear random wave loading in the fatigue analysis of jacket type of structures, Proc. of 3rd Inter. Conf. on BOSS'82 (1982): 747-755.
- (11) Vugts, J. H. and Hines, I. M., Modal superposition v direct solution techniques in the dynamic analysis of offshore structures, Proc. of 2nd Inter. Conf. on BOSS'79 (1979), paper 49.
- (12) Vandiver, J. K., Prediction of the damping controlled response of offshore structures to random wave excitation, Soc. of petroleum Engrs. Jour. (Feb. 1980).
- (13) Michelsen, F. C., Meek, J., Development of the tripod tower platform design, Proc. of 3rd Inter. Conf. on BOSS'82 (1982): 847-863.
- (14) 刘志宇, 近海平台结构的振动监测技术, 振动与冲击, 1, 3 (1982).

## Dynamic Analysis of Deep Water Platforms

Tian Qian-li

(Institute of Mechanics, Academia Sinica)